

DOKUMENTACJA TECHNICZNA

MOSTU STALOWO-ŻELBETOWEGO NA POTOKU „KOSZARAWA” (KM 24+800) W MIEJSCOWOŚCI KOSZARAWA GMINA KOSZARAWA

USUWANIE SZKÓD POWODZIOWYCH Z MAJA I CZERWCA 2010 ROKU;

REMONT USZKODZONEGO MOSTU GMINNEGO „DO HERNASA” NA POTOKU
KOSZARAWA W KM 24+800 W MIEJSCOWOŚCI KOSZARAWA, GMINA KOSZARAWA,
POWIAT ŻYWIECKI, WOJEWÓDZTWO ŚLĄSKIE.

INWESTOR: **URZĄD GMINY KOSZARAWA**

PROJEKTOWAŁ:
mgr inż. Wojciech KUPCZAK

Luty’ 2011

OPIS TECHNICZNY

do projektu technicznego remontu mostu stalowo-żelbetowego na potoku „Koszarawa” w km 24+800, w Koszarawie.

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- 1.1. Zlecenie Inwestora
- 1.2. Inwentaryzacja terenu
- 1.3. Obliczenia hydrauliczno-hydrologiczne oraz operat wodno-prawny
- 1.4. Adekwatne normy i przepisy budowlane

2. POŁOŻENIE OBIEKTU

Projektowany most stalowo-żelbetowy położony jest na potoku „Koszarawa” w km 24+800, w Koszarawie, gmina Koszarawa.

Skrzyżowanie osi mostu z osią potoku pod kątem 90° .

Spadek podłużny mostu: 1%.

Rozpiętość w świetle między podporami 9,15 m.

Szerokość mostu 4,00 m. Długość płyty jezdnej 9,65 m.

Bariery stalowe typowe mostowe.

3. STAN ISTNIEJĄCY

Na skutek powodzi która miała miejsce w miesiącach maju i czerwca 2010 roku, zostały mocno podmyte przyczółki mostu, co spowodowało uszkodzenie konstrukcji jezdnej mostu.

Stan istniejący potoku stanowi koryto potoku o parametrach jak w opracowaniu obliczeń hydrologiczno-hydraulicznych.

4. PROJEKTOWANE ZMIANY

Projektuje się wykonanie następujących robót:

- rozebranie jezdni mostu z płyt żelbetowych
- rozebranie stalowej konstrukcji nośnej mostu (dźwigarów)
- naprawa uszkodzonych i podmytych przyczółków mostu
- ułożenie stalowej konstrukcji nośnej mostu (dźwigarów)
- wykonanie żelbetowej płyty jezdnej mostu
- wykonanie barier mostu
- wykonanie ubezpieczenia brzegów potoku przed i za mostem koszami siatkowo-kamiennymi oraz stabilizacja dna potoku gurtem z koszy siat-kam.
- wykonanie najazdów na most.

4.1 OBCIĄŻENIA UŻYTKOWE MOSTU

Konstrukcję mostu sprawdzono na obciążenie użytkowe według PN-85/S-10030.

Ciężar użytkowy pojazdów dopuszczonych do eksploatacji po obiekcie: **15 ton**.

4.2 KONSTRUKCJA NOŚNA

Ustrój mostu stanowi konstrukcja stalowo-żelbetowa w postaci czterech belek stalowych z profili walcowanych dwuteowych I300, wg PN-91/H-93407, o rozstawie osiowym co 80 cm. Rozpiętość całkowita konstrukcji wynosi 9,65 m. Rozpiętość w świetle podpór $L = 9,15$ m. Rozpiętość obliczeniowa $L_0 = 9,61$ m. Szerokość całkowita 4,00 m. (szerokość pasa jezdni 3,0 m).

Stężenia dźwigarów stalowych stanowią profile walcowane z ceowników C 160 wg PN-86/H-93403, łączone spoiną pachwinową do środków dźwigarów głównych, które stanowią profile walcowane dwuteowe I300.

Na powyższej konstrukcji stalowej przewidziano wykonanie płyty żelbetowej o grubości 15 cm z betonu B-25 zbrojonego prętami #12 co 15 cm górami oraz dołem w poprzek. Zbrojenie rozdzielcze: pręty $\Phi 8$ co 25 cm.

Mocowanie płyty do dźwigarów za pomocą kołków HILTI na betonie żywym od spodu, lub przez marki stalowe dospawane do dźwigarów i mocowane do płyty na kołki rozporowe systemowe.

Płytę należy wylać jako monolityczną zwracając szczególną uwagę na odpowiednie zagęszczenie wylewanego betonu aby uniknąć powstania rakwin i ubytków w konstrukcji.

4.3 PODPORY MOSTU

Projektuje się naprawę fundamentów przyczółków mostu poprzez podbetonowanie.

Stosować wyłącznie beton klasy B20 z dodatkami hydrotechnicznymi.

Podczas betonowania należy mieszanke betonową zagęszczać wibratorem.

Ściany przyczółków projektuje się, podobnie jak fundament, z betonu klasy B20 z dodatkami hydrotechnicznymi.

Szczególną uwagę należy zwrócić na odpowiednie zagęszczenie wylewanego betonu aby uniknąć powstania rakwin i ubytków w konstrukcji.

4.4 ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE KONSTRUKCJI STALOWEJ

Konstrukcję stalową po wykonaniu zabezpieczyć przed korozją.

Po oczyszczeniu do III stopnia czystości nałożyć warstwę podkładową np. z minii, a następnie powlec powłoką nawierzchniową (farby do metalu).

Można też nałożyć bezpośrednio warstwę farby antykorozyjnej (np.

Hammerite lub odpowiednika) na konstrukcję.

Łączna grubość powłoki antykorozyjnej powinna wynosić 160-180 μm .

4.5 PORECZYE STALOWE

Przewidziano wykonanie barieroporczy ochronnych stalowych typowych mostowych jak na rysunkach.

4.6 NAJAZDY

Podbudowę na najazdach i zasypkę podpór mostu należy wykonać z kruszywa kamiennego łamanego stabilizowanego mechanicznie oraz pospółki drogowej certyfikowanej. Zasyпка powinna być układana równomiernie i równocześnie z obu stron mostu, warstwami o grubości ok. 20-30 cm, bardzo starannie zagęszczanymi. Wskaźnik zagęszczenia $Is \geq 1,0$.

Należy zwrócić szczególną uwagę na właściwe zagęszczenie przy podporach mostu, w celu przeciwdziałania powstawaniu nierówności w czasie eksploatacji.

Nawierzchnię najazdów należy wykonać jako asfaltobetonową.

Skarpy nasypu drogowego należy obhumusować i obsiać trawą.

Na odcinkach dojazdów w zakresie robót przewidziano:

- podbudowa z kruszywa kamiennego łamanego 0/31.5, stabilizowanego mechanicznie,
- warstwa ścieralna: beton asfaltowy 0/12,8,
- warstwa wiążąca: beton asfaltowy 0/16.

4.7 KOSZE SIATKOWO-KAMIENNE I ZABEZIECZENIE DNA

Na wlocie i wylocie mostu, zgodnie z zaleceniem podanym w opracowaniu hydrauliczno-hydrologicznym, przewiduje się wykonanie konstrukcji oporowej z gabionów.

Rozmieszczenie gabionów podano w części rysunkowej, a ich dokładne ułożenie należy dopasować do warunków terenowych na budowie.

Jako stabilizację dna należy wykonać gurt z koszy siatkowo-kamiennych z wyprawą na długości 7m i wysokości 1m.

Do tego należy wykonać narzut kamienny luzem dla stabilizacji stopnia.

UWAGI: Kierownik budowy mostu powinien posiadać odpowiednie uprawnienia budowlane do wykonywania tego typu obiektów.
Wszelkie zmiany wprowadzane w trakcie realizacji, mające istotny wpływ na konstrukcję obiektu, należy uprzednio uzgadniać z projektantem.
Wszystkie użyte do budowy materiały i prefabrykaty muszą posiadać „Świadectwo dopuszczenia do stosowania w budownictwie” ITB zgodnie z obowiązującymi przepisami.

OBLICZENIA KONSTRUKCYJNE

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA 1 SZT. BELKI NOŚNEJ STALOWEJ (I300)

OBCIĄŻENIA STAŁE:

Ciężar własny:

Płyta żelbetowa

$$24,0 \times 0,8 \times 0,15 = 2,88 \text{ kN/m} \quad 2,88 \times 1,3 = 3,74 \text{ kN/m}$$

Poręcz stalowa

$$0,2 \times 1,1 = 0,22 \text{ kN/m} \quad 0,06 \times 1,3 = 0,07 \text{ kN/m}$$

Belka nośna I300

$$0,54 \times 1,3 = 0,70 \text{ kN/m}$$

RAZEM:

$$q_k = 3,48 \text{ kN/m} \quad q_1 = 4,51 \text{ kN/m}$$

OBCIĄŻENIA ZMIENNE:

Obciążenie równomiernie rozłożone: $q = 1,2 \text{ kN/m}^2$

$$q_2 = 1,2 \times 0,8 = 0,96 \text{ kN/m}$$

$$q_{obl} = 4,51 + 0,96 = \underline{5,47 \text{ kN/m}}$$

Obciążenie płyty mostu taborem samochodowym $K = 240 \text{ kN}$

współczynnik dynamiczny $\varphi = 1,35 - 0,005 L$

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \times 9,15 = 1,304$$

na jedną belkę:

$$Q_{1B} = (K \times \varphi / (bxh)) \times 0,9 + q = (240 \times 1,304 / (4,0 \times 9,15)) \times 0,8 + 5,47 = \underline{12,31 \text{ kN/m}}$$

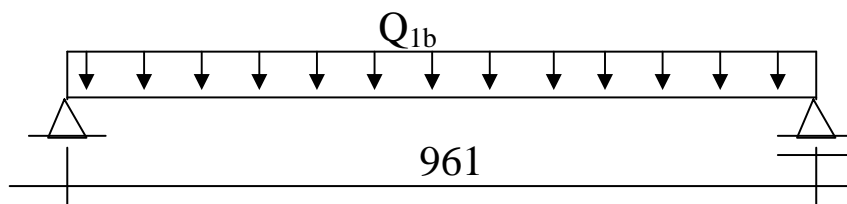
Obciążenie tłumem: pominięto.

A. OBLICZENIA BELKI NOŚNEJ:

Długość obliczeniowa belki:

$$l_0 = 1,05 l_x = 1,05 \times 9,15 = 9,61 \text{ m.}$$

Do obliczeń przyjęto schemat obciążeń jak poniżej:



$$M_{\max} = 95,15 \text{ kNm}$$

Dla belki stalowej I300:

$$R = 175 \text{ Mpa}$$

$$W_x = 653 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_x / W_x \leq R$$

$$\sigma = 95,15 \cdot 10^3 / 653 \cdot 10^{-6} = 142,11 \text{ MPa} < 175 \text{ Mpa}$$

Warunek spełniony.

Nie uwzględniono obciążeń wywołanych hamowaniem pojazdów na moście.

JAKO USTRÓJ NOŚNY PRZYJĘTO 5 SZT. BELEK STALOWYCH I300

B. OBLICZENIA PŁYTY JEZDNEJ:

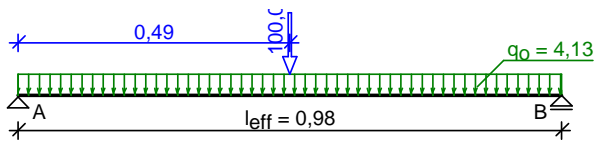
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.		0,00	0,00	--	0,00
2.	Płyta żelbetowa grub.15 cm	3,75	1,10	--	4,13
Σ :		3,75	1,10		4,13

Zestawienie obciążeń skupionych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Obciążenie skupione od koła tylnego pojazdu (samochód ciężarowy średni) z ładunkiem dług.300 cm [15T:3,00m]	83,33	0,49	1,20	0,00	100,00

Schemat statyczny płyty:



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 0,98$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 24,99$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 20,87$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,45$ kNm/m

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 52,02$ kN/m

Dane materiałowe :

Grubość płyty 15,0 cm

Klasa betonu **B25 (C20/25)** $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25$ kN/m³

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Stal zbrojeniowa główna **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Pręty rozdzielcze $\phi 4,5$ co max. 30,0 cm, stal A-0 (**St0S-b**)

Otulenie zbrojenia przęsłowego $c_{nom} = 20$ mm

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,16$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 12$ co 15,0 cm o $A_s = 7,54$ cm²/mb ($\rho = 0,61\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,01$ mm < $a_{lim} = 4,90$ mm

Zestawienie stali zbrojeniowej dla pasma 1 mb płyty

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	St0S-b	34GS
				φ4,5	φ12
1	12	101	2,22		2,24
2	12	104	2,22		2,31
3	12	104	2,22		2,31
4	4,5	105	14	14,70	
Długość wg średnic [m]				14,7	6,9
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,125	0,888
Masa wg średnic [kg]				1,8	6,1
Masa wg gatunku stali [kg]				2,0	7,0
Razem [kg]				9	

**JAKO ZBROJENIE PŁYTY JEZDNEJ PRZYJĘTO #12 CO 15 CM
GÓRĄ ORAZ DOŁEM, BETON B25**